

مقیاس کردن رکوردهای زلزله براساس مشخصه‌های رفتار غیرخطی سازه‌ها

کاظم شاکری* (دانشیار)

الهه خان‌سلطانی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۷ (دوره‌ی ۲ - شماره ۱/۴، ص. ۶۸-۵۵)

در نوشتار حاضر، روش جدیدی جهت مقیاس کردن رکوردهای زلزله پیشنهاد شده است که در آن با در نظر گرفتن مشخصه‌های رفتار غیرخطی سازه‌ها، رکوردها به نحوی مقیاس می‌شوند که جابه‌جایی بیشینه‌ی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان تحت اثر رکورد مقیاس شده برابر با مقدار جابه‌جایی حاصل از طیف غیرکشسان منطقه (تغییر مکان هدف غیرکشسان) شود. مشخصات سازه‌ی یک درجه آزادی مذکور با استفاده از تحلیل پوش‌آور براساس برش مودال طبقات به دست می‌آید، لذا آثار مودهای بالاتر و اندرکنش بین آن‌ها در آن لحاظ می‌شود. روش پیشنهادی بر روی ۴ سازه‌ی نمونه‌ی ۴، ۸، ۱۴ و ۲۰ طبقه استفاده و با روش استاندارد ۲۸۰° در مقیاس کردن رکوردهای زلزله مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهند که پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس شده با روش پیشنهادی، نزدیک به متوسط پاسخ‌های حاصل از زلزله‌های منطقه بوده و پراکندگی آن‌ها کم است.

واژگان کلیدی: تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی، مقیاس کردن رکوردهای زلزله، مشخصه‌های غیرخطی سازه‌ی.

۱. مقدمه

زلزله پدیده‌ی طبیعی با ماهیتی ناشناخته است که رفتار آن از نظم خاصی تبعیت نمی‌کند. این ماهیت تصادفی سبب می‌شود تا رفتار لرزه‌ی سازه‌ها و طراحی آن‌ها در برابر زلزله، قطعیت‌های فراوانی نداشته باشد. به همین دلیل است که همواره مطالعات متعددی برای شناخت زلزله و رفتار لرزه‌ی سازه‌ها انجام می‌شود و روز به روز در حال افزایش است.

از آنجایی که طراحی سازه‌ها در برابر زلزله طبق آیین‌نامه‌های موجود، براساس نیروهای زلزله‌ی کاهش یافته است (و نه نیروی واقعی زلزله)، انتظار می‌رود که سازه تحت اثر زلزله‌های شدید وارد مرحله‌ی غیرخطی شود و با تغییر شکل‌های خمیری در چرخه‌های رفت و برگشتی به جذب و استهلاك انرژی بپردازد. با ورود سازه به مرحله‌ی غیرخطی، کنترل پاسخ سازه براساس پارامتر جابه‌جایی، دقیق‌تر از پارامترهای نیرویی خواهد بود. لذا در رویکردی جدید، آیین‌نامه‌های طراحی در حال گذر از حالت کنترل نیرویی به حالت کنترل جابه‌جایی و طراحی براساس عملکرد هستند. بنابراین انجام تحلیل‌های غیرخطی برای ارزیابی لرزه‌ی سازه‌های موجود و نیز طراحی سازه‌های جدید، امری اجتناب‌ناپذیر است.

تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی، دقیق‌ترین روش تحلیل سازه‌هاست که استفاده از آن برای تعیین رفتار لرزه‌ی سازه‌ها و تخمین پارامترهای نیاز مهندسی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۹/۲۶، اصلاحیه ۱۳۹۵/۱۰/۲۶، پذیرش ۱۳۹۵/۱۱/۱۶

DOI: 10.24200/J30.2019.1426

shakeri@uma.ac.ir
khansoltani@gmail.com

(EDP)^۱ از جمله: جابه‌جایی بام، جابه‌جایی نسبی طبقات، نیروهای داخلی اعضا و غیره، روز به روز در حال افزایش است. اما نتایج حاصل از روش تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی به شدت وابسته به رکوردهای زلزله‌ی انتخابی جهت تحلیل و همچنین نحوه‌ی مقیاس کردن آن‌هاست. لذا برای اینکه نتایج حاصل از تحلیل مذکور، قابلیت اعتماد کافی داشته باشند، باید رکوردهای مورد استفاده به نحوی انتخاب و مقیاس شوند که میانگین پاسخ‌های حاصل از تعداد محدودی رکورد انتخابی مقیاس شده، نزدیک به میانگین پاسخ‌های حاصل از تعداد زیادی از رکوردهای مقیاس نشده‌ی سازگار با شرایط زمین‌ساختی منطقه (به‌عنوان پاسخ دقیق) باشد. علاوه بر آن باید پراکندگی پاسخ‌های حاصل از هر یک از رکوردهای انتخابی مقیاس شده، نسبت به میانگین پاسخ‌های حاصل از تمامی زلزله‌های مورد استفاده به میزان کمینه‌ی ممکن برسد. بنابراین در طول سال‌های گذشته، روش‌های مختلفی در خصوص نحوه‌ی انتخاب و مقیاس کردن رکوردها ارائه شده است که در بخش بعدی به مرور آن‌ها پرداخته شده است.

۲. روش‌های رایج جهت مقیاس کردن رکوردهای زلزله

مقیاس کردن براساس شتاب بیشینه‌ی زمین، ساده‌ترین و ابتدایی‌ترین روش جهت مقیاس کردن رکوردهای زلزله است. در روش مذکور، رکورد زلزله بر شتاب بیشینه‌ی آن (PGA)^۲ تقسیم و سپس در شتاب مبنای طرح منطقه ضرب می‌شود. بدین ترتیب

زوج ساخته می‌شود. طیف‌های پاسخ ترکیبی حاصل از کمینه‌ی سه زوج رکورد، متوسط‌گیری شده و در محدوده‌ی زمان‌تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ با طیف طرح استاندارد مقایسه می‌شود. هر زوج رکورد چنان مقیاس می‌شود که در محدوده‌ی مذکور، مقدار متوسط طیف‌های ترکیبی بیش از 10% از 1.3 برابر مقدار متناظر طیف طرح کمتر نشود.

روش مقیاس کردن رکوردهای زلزله در آیین‌نامه‌ی $ASCEY-10$ [۱۳] مشابه $ASCEY-05$ است، با این تفاوت که هر زوج رکورد در تحلیل سه بُعدی در آیین‌نامه‌ی $ASCEY-10$ به نحوی مقیاس می‌شود که متوسط طیف‌های ترکیبی در محدوده‌ی زمان تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ در هیچ حالتی کمتر از مقدار نظیر آن در طیف طرح نباشد.

به منظور مقیاس کردن رکوردهای زلزله طبق ویرایش سوم استاندارد 2800 ایران، رکوردهای زلزله در ابتدا به مقدار بیشینه‌ی خود مقیاس می‌شوند. بدین معنی که بیشینه‌ی شتاب همه‌ی آن‌ها برابر با شتاب ثقلی g شود. سپس ضریب مقیاس به نحوی محاسبه می‌شود که مقادیر متوسط طیف‌های ترکیبی زوج رکوردها در محدوده‌ی زمان‌تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ ، دست‌کم مساوی 1.4 برابر مقدار نظیر آن در طیف طرح استاندارد باشد. ضریب مقیاس محاسبه شده، به رکوردهایی که به مقدار بیشینه‌ی خود مقیاس شده‌اند، اعمال و در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی استفاده می‌شود. [۱۴]

روش مقیاس کردن رکوردهای زلزله در ویرایش چهارم استاندارد 2800 ایران مشابه روش آیین‌نامه‌ی $ASCEY-05$ است. با این تفاوت که طبق استاندارد 2800 ، در گام اول هر زوج رکورد به مقدار بیشینه‌ی خود مقیاس می‌شوند (بدین معنی که بیشینه‌ی شتاب در مؤلفه‌ی که بیشینه‌ی بزرگ‌تری دارد، برابر با شتاب ثقلی g شود)؛ سپس هر زوج رکورد به نحوی مقیاس می‌شود که در محدوده‌ی زمان‌تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ ، مقدار متوسط طیف‌های ترکیبی زوج رکوردها، بیش از 10% از 1.3 برابر مقدار متناظر طیف طرح کمتر نشود. ضریب مقیاس تعیین شده، باید در رکوردهای مقیاس شده در گام اول ضرب و در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی استفاده شود. طبق آیین‌نامه‌ی مذکور، در صورتی که تحلیل سازه به‌صورت دو بُعدی انجام شود، طیف مؤلفه‌ی بزرگ‌تر با طیف استاندارد مقایسه می‌شود. [۱۵]

در سال 2003 ، رکوردهای زلزله براساس میانگین متوسط شتاب طیفی در محدوده‌ی زمان تناوب‌های خطی و غیرخطی مود اول سازه مقیاس شدند. در روش مذکور، شتاب طیفی متوسط در محدوده‌ی زمان تناوب‌های خطی و غیرخطی مود اول سازه $(S_a(T_1 \rightarrow T_n))$ برای هر یک از رکوردها و همچنین میانگین متوسط‌ها محاسبه می‌شود. سپس ضریب مقیاس به نحوی تعیین می‌شود که متوسط شتاب طیفی هر رکورد در محدوده‌ی زمان تناوب‌های خطی و غیرخطی مود اول سازه برابر با مقدار میانگین محاسبه شود. در روش مذکور، پراکندگی پاسخ‌ها در زمان تناوب‌های بالا، زیاد است. [۹]

همچنین در نوشتاری در سال 2004 ، به منظور افزایش دقت و کارایی روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی از الگوریتم ژنتیک برای انتخاب و مقیاس کردن رکوردهای زلزله استفاده شده است. [۱۶] برخی پژوهشگران نیز روشی را با استفاده از الگوریتم ژنتیکی هیبریدی برای انتخاب و مقیاس کردن رکوردهای منطبق بر طیف پیشنهاد کردند. [۱۷] در سال 2014 ، با پیشنهاد روشی بر مبنای مقیاس کردن بهینه‌ی رکوردهای زلزله، کارایی آن در مورد ساختمان‌های نمونه‌ی کوتاه و متوسط بررسی و نشان داده شد که با مقیاس کردن بهینه‌ی رکوردها به روش پیشنهادی، علاوه بر اینکه قابلیت اعتماد به پاسخ‌های به‌دست آمده‌ی سازه‌ی افزایش می‌یابد، می‌توان وزن سازه و در

رکورد مقیاس شده به نحوی به‌دست می‌آید که بیشینه‌ی شتاب آن برابر با بیشینه‌ی شتاب محتمل منطقه در سطح خطر موردنظر باشد. به طور مشابه می‌توان از مقادیر بیشینه‌ی سرعت و جابه‌جایی زمین برای مقیاس کردن رکوردهای زلزله نیز استفاده کرد. [۱]

در مطالعه‌ی در سال 1991 که برای تعیین رابطه‌ی بین R_{μ} (ضریب کاهش برش پایه ناشی از شکل‌پذیری) با μ (ضریب شکل‌پذیری) و T (زمان تناوب سازه) انجام شده است، رکوردهای زلزله به بیشینه‌ی شتاب $0.4g$ (سازگار با شتاب مبنای منطقه‌ی) مقیاس شده‌اند و پراکندگی زیادی در پاسخ‌ها، به‌خصوص برای مقادیر بالای R_{μ} مشاهده شده است. [۲]

همچنین در پژوهش دیگری (۱۹۹۳) نشان داده شده است که با مقیاس کردن رکوردهای زلزله براساس بیشینه‌ی شتاب آن‌ها، پراکندگی پاسخ‌ها با افزایش زمان تناوب بیشتر شده است. [۳] علاوه بر آن، در مطالعات جداگانه‌ی (۱۹۸۴ و ۱۹۹۸) نشان داده شده است که روش مقیاس کردن رکوردها که هیچ مشخصه‌ی از سازه را در نظر نمی‌گیرد، پاسخ غیرصحيح و با پراکندگی زیاد در مقادیر EDP ارائه می‌دهد، مگر اینکه از تعداد زیادی رکورد زلزله استفاده شود. [۵،۴]

برای در نظر گرفتن مشخصات سازه‌ها در مقیاس کردن رکوردهای زلزله، در سال 1998 روشی به کار برده شده است که در آن رکوردها براساس مقدار میانگین شتاب طیفی خطی با میرایی 5% در زمان تناوب اصلی سازه $(S_a(T))$ مقیاس می‌شوند. در روش مذکور، مقدار شتاب طیفی حاصل از هر یک از رکوردها در زمان تناوب اصلی سازه تعیین و میانگین آن‌ها محاسبه می‌شود. ضریب مقیاس هر رکورد به نحوی تعیین می‌شود که میزان شتاب طیفی رکورد موردنظر در زمان تناوب اصلی سازه برابر با میانگین حاصل شود. [۶] در مطالعات جداگانه‌ی نیز نشان داده شد که روش مذکور برای سازه‌هایی که مود اول در آن‌ها غالب است، مناسب است و برای سازه‌هایی که اثر مودهای بالاتر در آن‌ها قابل توجه است و نیز سازه‌هایی که وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شوند و تغییرشکل غیرکشسان می‌دهند، روش مناسبی نیست. [۷،۵] همچنین در پژوهشی در سال 2003 نشان داده شد که بیشینه‌ی جابه‌جایی حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی تحت اثر رکوردهای زلزله‌ی مقیاس شده به این روش پراکندگی بالایی دارند، به‌خصوص در مواردی که سازه برای تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی بالا طراحی شده باشد. [۹]

در نوشتاری در سال 2005 ، برای بهبود روش مقیاس کردن رکوردهای زلزله براساس میانگین شتاب طیفی خطی در زمان تناوب اصلی سازه، یک شاخص شدت برداری تعریف شد که شامل شتاب طیفی زمان تناوب اصلی سازه و پارامتری به نام اپسیلون (ϵ) است. اپسیلون نشان‌دهنده‌ی شکل طیف در نزدیکی زمان تناوب موردنظر است. [۱۰] اگرچه استفاده از پارامتر ϵ منجر به کاهش پراکندگی پاسخ‌های حاصل می‌شود، ولی روش مذکور برای حرکات نزدیک گسل مناسب نیست. [۱۱]

در آیین‌نامه‌ی $ASCEY-05$ [۱۲] روش مقیاس کردن رکوردها برای تحلیل‌های دو بُعدی و سه بُعدی به طور جداگانه مطرح شده است. در تحلیل دو بُعدی، یک مؤلفه از هر زمین‌لرزه انتخاب و ضریب مقیاس به نحوی تعیین می‌شود که متوسط طیف‌های پاسخ رکوردها که با اعمال نسبت میرایی 5% به‌دست آمده‌اند، در محدوده‌ی زمان تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ در هیچ حالتی کمتر از مقدار نظیر آن در طیف طرح نباشد (T زمان تناوب اصلی سازه است). در تحلیل‌های سه بُعدی، دو مؤلفه از هر زمین‌لرزه استفاده شده و طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج رکوردها با اعمال نسبت میرایی 5% مشخص می‌شود. طیف‌های پاسخ هر زوج رکورد با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب و یک طیف ترکیبی واحد برای هر

در نوشتار حاضر یک روش جدید جهت مقیاس کردن رکوردهای زلزله با لحاظ کردن مشخصه‌های رفتار غیرخطی سازه‌ها پیشنهاد شده است که در بخش آتی به معرفی آن پرداخته شده است.

۳. معرفی روش پیشنهادی SNSP

در ادامه‌ی مطالعه‌ی اخیر (روش MPS)^[۲۶] در بخش حاضر یک روش جدید برای مقیاس کردن رکوردهای زلزله با عنوان SNSP^۴ معرفی شده است. در روش پیشنهادی با لحاظ کردن مشخصه‌های رفتار غیرخطی سازه‌ها (مثل مقاومت حد تسلیم سازه) و آثار مودهای بالاتر، برای هر رکورد یک ضریب مقیاس محاسبه می‌شود، به نحوی که تغییرمکان بیشینه‌ی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان تحت اثر رکورد مقیاس شده، با مقدار جابه‌جایی حاصل از طیف غیرکشسان منطقه (تغییرمکان هدف غیرکشسان) برابر شود. پس از تعیین ضریب مقیاس برای هر رکورد، این ضریب به رکورد موردنظر اعمال و در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی سازه استفاده می‌شود. تغییرمکان هدف غیرکشسان از طیف تغییرمکان غیرکشسان منطقه استخراج می‌شود. در صورت فقدان چنین طیفی، مقادیر طیف جابه‌جایی غیرکشسان سازگار با یک منطقه را می‌توان با میانگین‌گیری از بیشینه‌ی تغییرمکان سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان تحت اثر تعداد زیادی رکورد زلزله‌ی مقیاس نشده‌ی سازگار با شرایط زمین‌ساختی منطقه محاسبه کرد.

مشخصات سازه‌ی یک درجه آزادی معادل در روش پیشنهادی، از تحلیل پوش‌آور با الگوی بار براساس برش مودال طبقات به دست می‌آید. به طوری که اثر مودهای بالاتر و اندرکنش بین مودها در ناحیه‌ی غیرکشسان نیز در نظر گرفته می‌شود. همچنین در تعیین الگوی بار اعمالی بر سازه در تحلیل پوش‌آور ذکر شده، علاوه بر مشخصات سازه، مشخصات رکورد زلزله‌ی انتخابی نیز لحاظ می‌شود. الگوی بار اعمالی در تحلیل پوش‌آور براساس برش مودال طبقات، با لحاظ کردن اثر مودهای بالاتر تعیین می‌شود، بنابراین الگوی بار مذکور متناسب با هیچ‌یک از شکل‌های مودال سازه نیست. به همین دلیل شکل مود فرضی حاکم بر سازه با استفاده از الگوی بار اعمالی تعیین می‌شود و در تبدیل مختصات منحنی پوش‌آور سازه‌ی چند درجه آزادی به مختصات منحنی ظرفیت سازه‌ی یک درجه آزادی معادل، از شکل مودی فرضی حاکم استفاده می‌شود.^[۲۹] در ضمن در روش پوش‌آور ذکر شده از روش انرژی برای تعیین طیف ظرفیت استفاده می‌شود.

در مقایسه‌ی دو روش SNSP و MPS توجه به این نکته ضروری است که در روش پیشنهادی SNSP، الگوی بار مورد استفاده در تحلیل پوش‌آور از روی پروفیل برش مودال طبقات با لحاظ کردن اثر مودهای بالاتر تعیین می‌شود؛ بنابراین در تبدیل سازه‌ی چند درجه آزادی به سازه‌ی یک درجه آزادی معادل، اثر مودهای بالاتر و اندرکنش بین مودها در ناحیه‌ی غیرکشسان در نظر گرفته می‌شود. در حالی که برای محاسبه‌ی ضریب مقیاس براساس روش MPS، از سازه‌ی یک درجه آزادی معادل حاصل از تحلیل پوش‌آور مودال متناسب با مود اول سازه استفاده می‌شود؛ بنابراین اثر مودهای بالاتر و اندرکنش بین آن‌ها، در محاسبه‌ی ضریب مقیاس براساس روش MPS لحاظ نمی‌شود. فقط به منظور لحاظ کردن اثر مود دوم و آن هم در حالت کشسان در روش MPS پیشنهاد شده است که ابتدا یک مجموعه از رکوردهای زلزله با تعداد بیشتر از آنچه که آیین‌نامه‌های لرزه‌ی برای فرایند تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی الزام می‌کنند، انتخاب و هر یک از رکوردها با روش

نتیجه هزینه‌ی ساخت آن را نیز کاهش داد.^[۱۸] همچنین برخی دیگر از پژوهشگران روشی را برای انتخاب و مقیاس کردن بهینه‌ی رکوردهای زلزله بر مبنای ضوابط آیین‌نامه‌ی Eurocode-۸ پیشنهاد کردند.^[۱۹-۲۰]

در دستورالعمل FEMA۴۴۰^[۲۱] ضریب مقیاس به نحوی محاسبه می‌شود که تغییرمکان بیشینه‌ی مرکز جرم بام در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی تحت اثر رکورد مقیاس شده، برابر با تغییرمکان هدف تعیین شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی شود. در روش مذکور برای محاسبه‌ی تغییرمکان هدف، از روش ضرایب و یا روش طیف ظرفیت که به ترتیب در دستورالعمل‌های FEMA۳۵۶^[۲۱] و ATC۴۰^[۲۲] ارائه شده است، استفاده می‌شود. همچنین روش MPS^۳ برای انتخاب و مقیاس کردن رکوردهای زلزله ارائه شده است که در آن با در نظر گرفتن حد تسلیم سازه و رفتار غیرخطی آن، رکوردها به نحوی مقیاس می‌شوند که بیشینه‌ی جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان سازگار با مود اول سازه تحت اثر رکورد مقیاس شده، با جابه‌جایی حاصل از طیف غیرکشسان برابر شود. مشخصات سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان مود اول از تحلیل پوش‌آور مودال متناسب با مود اول به دست می‌آید. در روش MPS برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر، مجموعه‌ی مناسبی از رکوردها از بین رکوردهای مقیاس شده به روش MPS به نحوی انتخاب می‌شوند که بیشینه‌ی تغییر شکل سازه‌ی یک درجه آزادی معادل کشسان مود بالاتر (مود دوم) تحت اثر رکورد مقیاس شده، اختلاف زیادی با طیف هدف نداشته باشد. کارایی و دقت روش MPS در مورد ساختمان‌های کوتاه، متوسط و بلندمرتبه در مقایسه با آیین‌نامه‌ی ASCE بررسی شده است که نتایج حاصل حاکی از دقت مناسب آن است.^[۲۳-۲۶]

در مقایسه‌ی دو روش دستورالعمل FEMA۴۴۰ و MPS در مقیاس کردن رکوردهای زلزله، ذکر این نکته ضروری است که برای تعیین ضریب مقیاس به روش دستورالعمل FEMA۴۴۰، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی بر روی سازه‌ی چند درجه آزادی (سازه‌ی اصلی) انجام می‌شود و از آنجایی که باید تحلیل‌های متعددی با ضرایب مقیاس متفاوت انجام داد تا بیشینه‌ی تغییرمکان بام تحت اثر رکورد مقیاس شده برابر با تغییرمکان هدف تعیین شده شود، تعیین ضریب مقیاس پروسه‌ی زمان‌بر و طولانی خواهد بود. ولی برای تعیین ضریب مقیاس به روش MPS، سازه‌ی چند درجه آزادی به سازه‌ی یک درجه آزادی معادل تبدیل می‌شود و برای تعیین ضریب مقیاس، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی بر روی سازه‌ی یک درجه آزادی انجام می‌یابد تا زمانی که بیشینه‌ی تغییرمکان سازه‌ی یک درجه آزادی معادل تحت اثر رکورد مقیاس شده، با تغییرمکان هدف غیرکشسان برابر شود. بنابراین با توجه به ساده‌تر بودن مدل سازه‌ی یک درجه آزادی معادل نسبت به سازه‌ی چند درجه آزادی، محاسبه‌ی ضریب مقیاس با روش MPS در مدت زمان کوتاه‌تری انجام می‌شود.

در سال ۲۰۱۲، روش مقیاس MPS برای سازه‌های سه بعدی منظم در پلان تحت اثر زلزله با دو مؤلفه‌ی افقی عمود بر هم توسعه یافت و نشان داده شد که با مقیاس کردن مؤلفه‌های هر رکورد با روش MPS و تعیین ضریب مقیاس جداگانه برای هر مؤلفه، پراکنندگی پاسخ‌های کل حاصل از دو مؤلفه کاهش می‌یابد.^[۲۷] همچنین روش MPS، برای سازه‌های یک و چند طبقه‌ی سه بعدی نامنظم در پلان تحت اثر زلزله با دو مؤلفه‌ی افقی عمود بر هم توسعه یافته است.^[۲۸،۲۹]

در سال‌های اخیر، علاوه بر مطالعاتی که در مورد نحوه‌ی مقیاس کردن مناسب رکوردهای زلزله در سازه‌های مرسوم و متداول انجام یافته است،^[۳۰-۳۴] تأثیر چگونگی مقیاس کردن رکوردها در تخمین پاسخ ساختمان‌های جداسازی شده،^[۳۵،۳۶] و همچنین سازه‌های چوبی و مخازن نیز مطالعه شده است.^[۳۷،۳۸] در ادامه‌ی مطالعات پیشین،

۷. استخراج الگوی بار از روی برش مودال طبقات با استفاده از روابط ۴:

$$F_n = SS_n$$

$$F_i = SS_i - SS_{i+1} \quad i = 1, 2, \dots, (n-1) \quad (4)$$

که در آن، F_n مؤلفه n ام (بام) بردار الگوی بار و F_i مؤلفه i ام بردار الگوی بار است.

۸. نرمال کردن الگوی بار افزایشی محاسبه شده در گام ۷ نسبت به مجموع مؤلفه‌هایش با استفاده از رابطه‌ی ۵:

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \quad (5)$$

که در آن، \bar{F}_i مؤلفه i ام بردار الگوی بار نرمال است.

۹. اعمال بردار بار افزایشی نرمال شده در گام ۸ به مدل سازی و استخراج منحنی پوش آور سازه.

۱۰. استخراج شکل مود فرضی حاکم از روی الگوی بار افزایشی و تبدیل برش پایه‌ی سازه‌ی چند درجه آزادی به نیروی معادل سازه‌ی یک درجه آزادی معادل با جرم واحد براساس شکل مود فرضی حاکم با استفاده از روابط ۶:

$$\{\phi\} = [m]^{-1} \times \{\bar{F}_i\}$$

$$F^* = S_a = \frac{V_b}{M^*} \quad (6)$$

که در آن، $\{\phi\}$ بردار شکل مود فرضی حاکم بر سازه، $[m]^{-1}$ وارون ماتریس جرم، $\{\bar{F}_i\}$ بردار بار اعمالی بر سازه، F^* نیروی معادل سازه‌ی یک درجه آزادی معادل با جرم واحد، S_a طیف شتاب، V_b برش پایه سازه‌ی چند درجه آزادی و M^* جرم مؤثر براساس شکل مود فرضی حاکم است.

۱۱. محاسبه‌ی جابه‌جایی معادل در سازه‌ی یک درجه آزادی (D) براساس روش انرژی و با استفاده از روابط ۷:

$$\Delta D^{(k)} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\left(F_i^{(k-1)} + \frac{1}{\gamma} dF_i^{(k)} \right) \times \Delta d_i^{(k)} \right)}{\sum_{i=1}^n \left(F_i^{(k-1)} + \frac{1}{\gamma} dF_i^{(k)} \right)}$$

$$D^{(k)} = D^{(k-1)} + \Delta D^{(k)} \quad (7)$$

که در آن، $AD^{(k)}$ مقدار افزایش جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل در مرحله‌ی k ، $F_i^{(k-1)}$ نیروی موجود در طبقه‌ی i ام در انتهای مرحله‌ی $k-1$ ، $dF_i^{(k)}$ مقدار افزایش بار اعمالی در طبقه‌ی i ام در مرحله‌ی k ، $\Delta d_i^{(k)}$ مقدار افزایش جابه‌جایی طبقه‌ی i ام ناشی از افزایش بار اعمالی در مرحله‌ی k و $D^{(k)}$ مقدار جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل در مرحله‌ی k است.

۱۲. تشکیل منحنی نیرو - جابه‌جایی (منحنی $F^* - D$) سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان با جرم واحد (طیف شتاب - جابه‌جایی $Sa - Sd$) براساس مقادیر جابه‌جایی و نیروی معادل محاسبه شده در گام‌های ۱۰ و ۱۱ و ایده‌آل سازی منحنی طیف ظرفیت حاصل به صورت دو خطی. برای کسب اطلاعات بیشتر در مورد گام‌های ۱ الی ۱۲ به نوشتاری در سال ۲۰۱۰، مراجعه شود.^[۳۹]

۱۳. تکرار گام‌های ۴ الی ۱۲ برای هر یک از رکوردهای مورد نظر و تعیین مشخصات سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان. با توجه به اینکه برای تعیین الگوی بار اعمالی به سازه از شتاب‌های طیفی حاصل از هر یک از رکوردهای انتخابی

MPS براساس مود اول مقیاس شوند. سپس از بین رکوردهای مقیاس شده، تعداد محدودی از آن‌ها که مقدار طیف پاسخ شتاب متناظر با مود دوم کشسان سازه‌ی حاصل از آن رکورد، اختلاف کمینه با طیف طراحی منطقه دارند، انتخاب شوند. همان طوری که ملاحظه می‌شود، روش مقیاس MPS براساس مود اول سازه استوار است و فقط اثر مود دوم در حالت کشسان در مرحله‌ی انتخاب رکوردها از بین رکوردهای انتخابی مقیاس شده لحاظ می‌شود، که لازمه‌ی آن هم انتخاب و مقیاس کردن رکوردهایی با تعداد بالا و انتخاب مجدد تعداد محدودی از رکوردها با شرایط مناسب از بین رکوردهای انتخابی اولیه است. در حالی که در روش پیشنهادی SNSP، آثار مودهای بالاتر و اندرکنش بین آن‌ها مستقیماً در فرایند مقیاس کردن هر رکورد لحاظ می‌شود و نیازی به انتخاب و مقیاس کردن رکوردها با تعداد بیشتر از آنچه که آیین‌نامه‌های لرزه‌ی برای فرایند تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی الزام می‌کنند، نیست.

در ادامه، مراحل گام به گام روش پیشنهادی ارائه شده است که در آن، گام‌های ۱ الی ۱۲ مربوط به تعیین شکل الگوی بار، شکل مود فرضی و تشکیل منحنی طیف ظرفیت است، و گام‌های ۱۳ الی ۱۶ مربوط به نحوه‌ی محاسبه‌ی ضریب مقیاس رکوردهای زلزله جهت استفاده در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی است.

۱.۳. مراحل گام به گام روش SNSP

۱. ساخت مدل سازی با در نظر گرفتن مشخصات غیرخطی مصالح.

۲. تهیه‌ی طیف شتاب کشسان زلزله‌ی مورد نظر.

۳. انجام تحلیل مودال به منظور تعیین بسامدها (ω_j) و شکل‌های مودی سازه (ϕ_j).

۴. محاسبه‌ی نیروهای مودال در تراز طبقات مختلف برای چند مود اول در نظر گرفته شده با استفاده از رابطه‌ی ۱:

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} S_{a_j} m_i \quad (1)$$

که در آن، i شماره‌ی طبقه، j شماره‌ی مود، Γ_j ضریب مشارکت مود j ام، ϕ_{ij} مؤلفه‌ی i ام بردار مود j ام، S_{a_j} مقدار شتاب طیفی متناسب با مود j ام و m_i جرم طبقه‌ی i ام است.

۵. محاسبه‌ی برش مودی طبقه در تراز طبقات مختلف برای چند مود اول در نظر گرفته شده با استفاده از رابطه‌ی ۲:

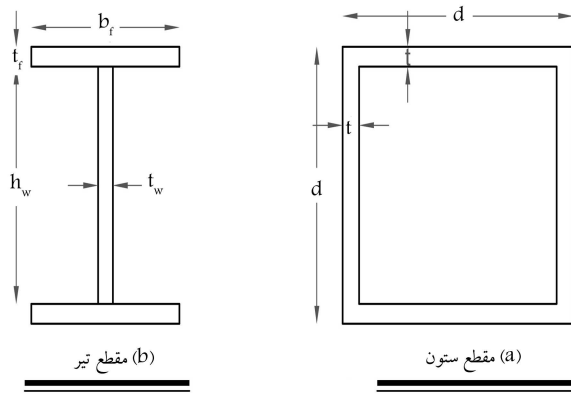
$$SS_{ij} = \sum_{k=i}^n F_{kj} \quad (2)$$

که در آن، SS_{ij} برش طبقه در تراز طبقه‌ی i ام از مود j ام است.

۶. ترکیب برش‌های مودی حاصل از مودهای مختلف با استفاده از روش‌های ترکیب مودال درجه دوم از قبیل روش جذر مجموع مربعات (SRSS) و محاسبه‌ی برش مودال ترکیبی طبقه در تراز طبقات مختلف با استفاده از رابطه‌ی ۳:

$$SS_i = \sqrt{\sum_{j=1}^m SS_{ij}^2} \quad (3)$$

که در آن، SS_i برش مودال ترکیبی طبقه‌ی i ام حاصل از ترکیب تمامی مودهای لحاظ شده است.



شکل ۱. مقاطع تیر و ستون.

جدول ۱. مقاطع مورد استفاده در طراحی سازه‌ی ۸ طبقه.

ستون					
مقطع	طبقه	مشخصات مقطع			
		$d(cm)$	$t(cm)$		
C1	۱-۲	۳۰	۱٫۸		
C2	۳-۴	۳۰	۱٫۵		
C3	۵-۶	۲۵	۱٫۵		
C4	۷-۸	۲۰	۱		
تیر					
مقطع	طبقه	مشخصات مقطع			
		h_w	t_w	b_f	t_f
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
B1	۱-۴	۳۰	۱	۱۵	۱٫۵
B2	۵-۸	۳۰	۱	۱۵	۱٫۲

جدول ۲. زمان تناوب مود اول و جرم لرزه‌ی سازه‌های مورد مطالعه.

مشخصات		
سازه	زمان تناوب مود اول (s)	جرم لرزه‌ی (kg - s ² /m)
۴ طبقه	۱٫۰۹	۱۸۶۰۵
۸ طبقه	۱٫۴۸	۳۷۹۵۶
۱۴ طبقه	۲٫۰۵	۶۹۴۲۳
۲۰ طبقه	۲٫۸۹	۱۰۲۲۲۱

مدل‌سازی و تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی و پوش‌آور سازه‌ها با استفاده از نرم‌افزار OpenSess^[۲۲] انجام شده است. برای اعضا (تیر و ستون) از المان تیر-ستون غیرخطی^۵ که حالت خمیری گسترده دارد، استفاده شده است. آثار غیرخطی هندسی $P - \Delta$ و آثار غیرخطی مصالح نیز در مدل‌سازی لحاظ و میرایی رایلی برابر با ۰٫۵٪ در نظر گرفته شده است.

۲.۴. مشخصات رکوردهای مورد مطالعه

در پژوهش حاضر از ۲۱ رکورد حرکت نزدیک گسل مورد استفاده در نوشتاری

استفاده می‌شود (گام ۴)، بنابراین الگوی بار تحت اثر هر یک از رکوردها متفاوت است و در نتیجه، سازه‌ی یک درجه آزادی معادل حاصل (گام ۱۲) نیز متفاوت خواهد بود. به بیان دیگر، تعداد سازه‌های یک درجه آزادی معادل، به تعداد رکوردهاست و هر یک مشخصات (سختی اولیه، سختی ثانویه و حد تسلیم) منحصر به فرد خواهند داشت. با میانگین‌گیری از مشخصات سازه‌های یک درجه آزادی معادل، یک سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان واحد در نظر گرفته می‌شود. در ادامه‌ی نوشتار حاضر، منظور از سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان، متوسط سازه‌های یک درجه آزادی معادل حاصل از گام ۱۳ است.

۱۴. تعیین بیشینه‌ی جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان با استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی تحت اثر هر یک از رکوردهای انتخابی مقیاس نشده ($D = \max |D(t)|$).

۱۵. محاسبه‌ی تغییرمکان هدف سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان (\bar{D}) از طریق میانگین‌گیری از بیشینه‌ی جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان تحت اثر هر یک از رکوردهای مقیاس نشده.

۱۶. تعیین ضریب مقیاس هر یک از رکوردها به نحوی که بیشینه‌ی جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل تحت اثر رکورد مقیاس شده، به اندازه‌ی کافی به تغییرمکان هدف محاسبه‌شده در گام ۱۵ نزدیک شود.

برای محاسبه‌ی ضریب مقیاس هر رکورد با در نظر گرفتن ضریب مقیاس اولیه‌ی برابر با ۱، ضریب مقیاس جدید در هر مرحله به میزان $\pm 0.1^\circ$ تغییر یافته و به رکورد مورد نظر اعمال شده است، تا هدف گام ۱۶ تأمین شود.

۴. ارزیابی روش پیشنهادی

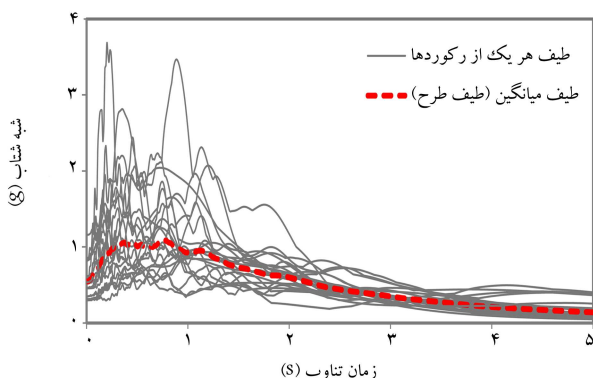
در بخش کنونی، دقت و کارایی روش پیشنهادی SNSP در مقایسه با روش استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)، در مقیاس کردن رکوردهای زلزله بررسی شده است. با توجه به اینکه بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات، یکی از مهم‌ترین عوامل کنترل‌کننده‌ی خسارت در سازه‌هاست، لذا از این شاخص به عنوان پارامتر EDP در ارزیابی دقت و کارایی روش پیشنهادی استفاده شده است.

۱.۴. مدل‌های سازه‌ی

به منظور ارزیابی روش پیشنهادی، در پژوهش حاضر ۴ سازه‌ی نمونه‌ی دو بُعدی ۴، ۸، ۱۴ و ۲۰ طبقه مطالعه شده است. هر یک از سازه‌ها از ۴ دهانه به طول ۴ متر تشکیل شده‌اند، ارتفاع طبقات نیز برابر با ۳٫۲ متر است. سیستم مقاوم باربر جانبی در سازه‌های ۴، ۸ و ۱۴ طبقه، قاب خمشی فولادی متوسط و در سازه‌ی ۲۰ طبقه، قاب خمشی فولادی ویژه است. کلیه‌ی اتصالات تیرها به ستون‌ها و همچنین پای ستون‌ها گیردار بوده و از مقاطع قوطی برای ستون‌ها و تیرورق برای تیرها استفاده شده است (شکل ۱). برای نمونه، مقاطع مورد استفاده در سازه‌ی ۸ طبقه در جدول ۱ ارائه شده‌اند. بارگذاری سازه‌ها براساس مبحث مقررات ملی ساختمان^[۴۰] انجام شده و طراحی سازه‌ها طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰^[۲۲] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان^[۴۱] برای منطقه با خطر نسبی زیاد و شتاب مبنای طرح ۰٫۳، واقع بر خاک نوع III صورت گرفته است. زمان تناوب مود اول سازه‌های مورد مطالعه و جرم لرزه‌ی آن‌ها در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۳. مشخصات رکوردهای مورد مطالعه. [۲۴]

شماره‌ی مجموعه رکورد	PGA (g)	R_{cl} (km)	M	ایستگاه	سال	رکورد	شماره‌ی رکورد
۲	۰٫۸۵	۲٫۱	۷٫۴	Tabas	۱۹۷۸	Tabas, Iran	۱
۲	۰٫۳۱	۰٫۱	۶٫۵	EC Meloland Overpass FF	۱۹۷۹	Imperial Valley	۲
۳	۰٫۴۲	۰٫۶	۶٫۵	El Centro Array #۷	۱۹۷۹	Imperial Valley	۳
۱	۰٫۴۶	۱٫۰	۶٫۵	Parachute Test Site	۱۹۸۷	Superstition Hills	۴
۳	۰٫۷۸	۳٫۹	۶٫۹	LGPC	۱۹۸۹	Loma Prieta	۵
۲	۰٫۴۹	۴٫۴	۶٫۷	Erzincan	۱۹۹۲	Erzincan, Turkey	۶
۱	۰٫۷۵	۵٫۴	۶٫۷	Jensen Filter Plant	۱۹۹۴	Northridge	۷
۳	۰٫۳۹	۵٫۵	۶٫۷	Newhall - W Pico Canyon Rd	۱۹۹۴	Northridge	۸
۳	۰٫۶۳	۶٫۵	۶٫۷	Rinaldi Receiving Sta	۱۹۹۴	Northridge	۹
۲	۰٫۷۵	۵٫۴	۶٫۷	Sylmar - Converter Sta	۱۹۹۴	Northridge	۱۰
۱	۰٫۶۸	۵٫۲	۶٫۷	Sylmar - Converter Sta East	۱۹۹۴	Northridge	۱۱
۳	۰٫۷۱	۵٫۳	۶٫۷	Sylmar - Olive View Med FF	۱۹۹۴	Northridge	۱۲
۲	۰٫۲۶	۳٫۳	۶٫۹	Port Island	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۱۳
۱	۰٫۶۵	۱٫۵	۶٫۹	Takatori	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۱۴
۱	۰٫۳۱	۴٫۸	۷٫۴	Yarimca	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۱۵
۲	۰٫۳۵	۰٫۷	۷٫۶	TCU۰۵۲	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۶
۱	۰٫۶۸	۰٫۶	۷٫۶	TCU۰۶۵	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۷
۳	۰٫۵۴	۰٫۳	۷٫۶	TCU۰۶۸	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۸
۲	۰٫۷۹	۱۱٫۲	۷٫۶	TCU۰۸۴	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹
۱	۰٫۲۴	۱٫۵	۷٫۶	TCU۱۰۲	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۲۰
۳	۰٫۴۲	۶٫۶	۷٫۲	Duzce	۱۹۹۹	Duzce, Turkey	۲۱



شکل ۲. طیف پاسخ شتاب هر یک از رکورد زلزله و طیف میانگین آن‌ها (طیف طرح) $\zeta = 5\%$.

هر یک از رکورد زلزله و همچنین طیف میانگین آن‌ها (طیف طرح)، نمایش داده شده است.

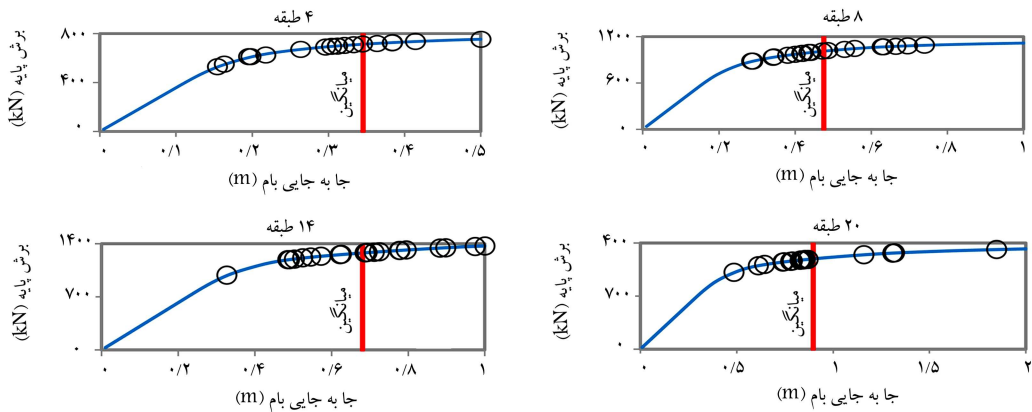
۳.۴. ضرایب مقیاس محاسبه شده به روش SNSP

از آنجایی که هدف از روش SNSP لحاظ کردن رفتار غیرخطی سازه‌ها در مقیاس کردن رکوردهای زلزله است، لذا لازم است که رکوردهای زلزله‌ی مورد استفاده به قدر کافی قوی باشد و توانایی تحریک سازه و وارد کردن آن به ناحیه‌ی غیرخطی را داشته باشند. برای کنترل مورد ذکر شده، پیشینه‌ی جابه‌جایی بام تحت اثر هر یک از رکوردهای

در سال ۲۰۱۰، [۲۴] با شدت بزرگ‌تر از ۶٫۵ ریشتر ($M \geq 6.5$) و فاصله‌ی کمتر از ۱۲ کیلومتر از نزدیک‌ترین گسل ($R_{cl} \leq 12 km$) استفاده شده است. مشخصات رکوردهای مورد مطالعه در جدول ۳ ارائه شده است. رکوردهای مذکور از ۱۰ زمین‌لرزه‌ی مختلف انتخاب شده‌اند (تعدادی از رکوردها مربوط به رکوردهای ثبت شده در ایستگاه‌های مختلف مربوط به یک زمین‌لرزه هستند). رکوردهای انتخابی متعلق به خاک نوع C و D طبق طبقه‌بندی NEHRP هستند که مطابق با خاک نوع II و III در استاندارد ۲۸۰۰ است. همه‌ی رکوردهای معرفی شده از سایت مرکز تحقیقات مهندسی زلزله Peer، قابل دانلود هستند. [۲۳]

با توجه به اینکه بیشتر آیین‌نامه‌ها از جمله استاندارد ۲۸۰۰ ایران، پاسخ‌نهایی سازه در هر لحظه در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی را برابر با پیشینه‌ی پاسخ‌های به‌دست آمده از تحلیل با ۳ رکورد مقیاس شده یا برابر با متوسط پاسخ‌های به‌دست‌آمده در صورت استفاده از ۷ رکورد مقیاس شده در نظر می‌گیرند، لذا ۲۱ رکورد زلزله به ۳ مجموعه تقسیم شده است که هر یک شامل ۷ رکورد است. رکوردها در هر مجموعه به صورت تصادفی و دست‌کم از ۳ زمین‌لرزه‌ی متفاوت انتخاب شده‌اند تا تأثیر غالب یک زلزله‌ی منفرد در مجموعه‌ی زمین‌لرزه‌ها از بین برود، [۲۴] و پاسخ‌های میانگین برای هر یک از ۳ مجموعه رکورد ۷ گانه به طور جداگانه محاسبه شده است. در ستون آخر از جدول ۳، شماره‌ی مجموعه‌ی هر یک از رکوردها به آن تعلق دارد، ارائه شده است.

در پژوهش حاضر، به منظور منطقی‌بودن مقایسه‌ی دو روش SNSP و استاندارد ۲۸۰۰ و متناسب بودن سطح خطر در دو روش، از طیف میانگین ۲۱ رکورد زلزله‌ی مقیاس نشده به‌عنوان طیف طرح استفاده شده است. در شکل ۲، طیف پاسخ شتاب



شکل ۳. بیشینه‌ی تغییرمکان بام حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی تحت اثر ۲۱ رکورد زلزله که بر روی منحنی پوش‌آور مود اول هر یک از سازه‌های مورد مطالعه نمایش داده شده است (خط قائم نشان‌دهنده‌ی مقادیر میانگین است).

جدول ۴. ضرایب مقیاس محاسبه‌شده با روش SNSP برای رکوردهای مجموعه‌ی ۱.

سازه	شماره‌ی رکورد						
	۴	۷	۱۱	۱۴	۱۵	۱۷	۲۰
طبقه ۴	۰٫۸۹	۰٫۵۲	۱٫۴۰	۰٫۶۱	۲٫۰۴	۰٫۹۱	۱٫۳۹
طبقه ۸	۰٫۵۶	۰٫۶۴	۱٫۱۴	۰٫۶۴	۱٫۹۳	۱٫۲۷	۱٫۰۳
طبقه ۱۴	۰٫۶۰	۰٫۸۱	۱٫۳۹	۰٫۷۰	۲٫۱۸	۱٫۰۶	۱٫۲۳
طبقه ۲۰	۰٫۷۹	۰٫۹۲	۱٫۴۳	۰٫۸۳	۱٫۵۶	۰٫۹۲	۰٫۹۶

جدول ۵. ضرایب مقیاس محاسبه‌شده با روش SNSP برای رکوردهای مجموعه‌ی ۲.

سازه	شماره‌ی رکورد						
	۱	۲	۶	۱۰	۱۳	۱۶	۱۹
طبقه ۴	۱٫۳۲	۱٫۷۲	۱٫۰۳	۰٫۶۹	۱٫۰۵	۰٫۸۰	۰٫۵۱
طبقه ۸	۱٫۴۳	۱٫۱۵	۱٫۱۱	۱٫۱۳	۱٫۰۳	۰٫۷۰	۰٫۶۰
طبقه ۱۴	۱٫۲۲	۰٫۸۵	۱٫۱۰	۱٫۱۰	۱٫۰۸	۰٫۶۴	۰٫۷۸
طبقه ۲۰	۱٫۰۷	۱٫۰۵	۱٫۲۰	۱٫۰۶	۱٫۱۴	۰٫۶۵	۰٫۹۶

جدول ۶. ضرایب مقیاس محاسبه‌شده با روش SNSP برای رکوردهای مجموعه‌ی ۳.

سازه	شماره‌ی رکورد						
	۳	۵	۸	۹	۱۲	۱۸	۲۱
طبقه ۴	۱٫۲۰	۱٫۱۳	۰٫۹۰	۰٫۴۸	۱٫۰۶	۱٫۰۲	۱٫۵۹
طبقه ۸	۱٫۴۰	۱٫۰۰	۰٫۹۹	۰٫۶۲	۰٫۸۶	۰٫۸۵	۱٫۲۱
طبقه ۱۴	۱٫۱۵	۱٫۰۶	۰٫۸۲	۱٫۰۸	۰٫۷۸	۰٫۷۳	۱٫۴۲
طبقه ۲۰	۱٫۱۳	۰٫۸۲	۰٫۷۵	۱٫۰۸	۱٫۱۳	۰٫۶۸	۱٫۵۶

رکوردهای مقیاس‌شده توجه شده و در مواردی که متوسط طیف‌های پاسخ رکوردهای مقیاس‌شده در محدوده‌ی زمان $0.2T$ و $1.5T$ بیشتر از مقدار نظیر آن در طیف طرح باشد، ضابطه‌ی صریحی برای محاسبه‌ی ضریب مقیاس ارائه نشده است. ولی مطابق آن است که در این موارد، با استفاده از یک ضریب مقیاس کاهنده (کوچک‌تر از ۱) متوسط طیف‌ها به طیف طرح نزدیک شود. لذا با توجه به مطالب بیان‌شده و

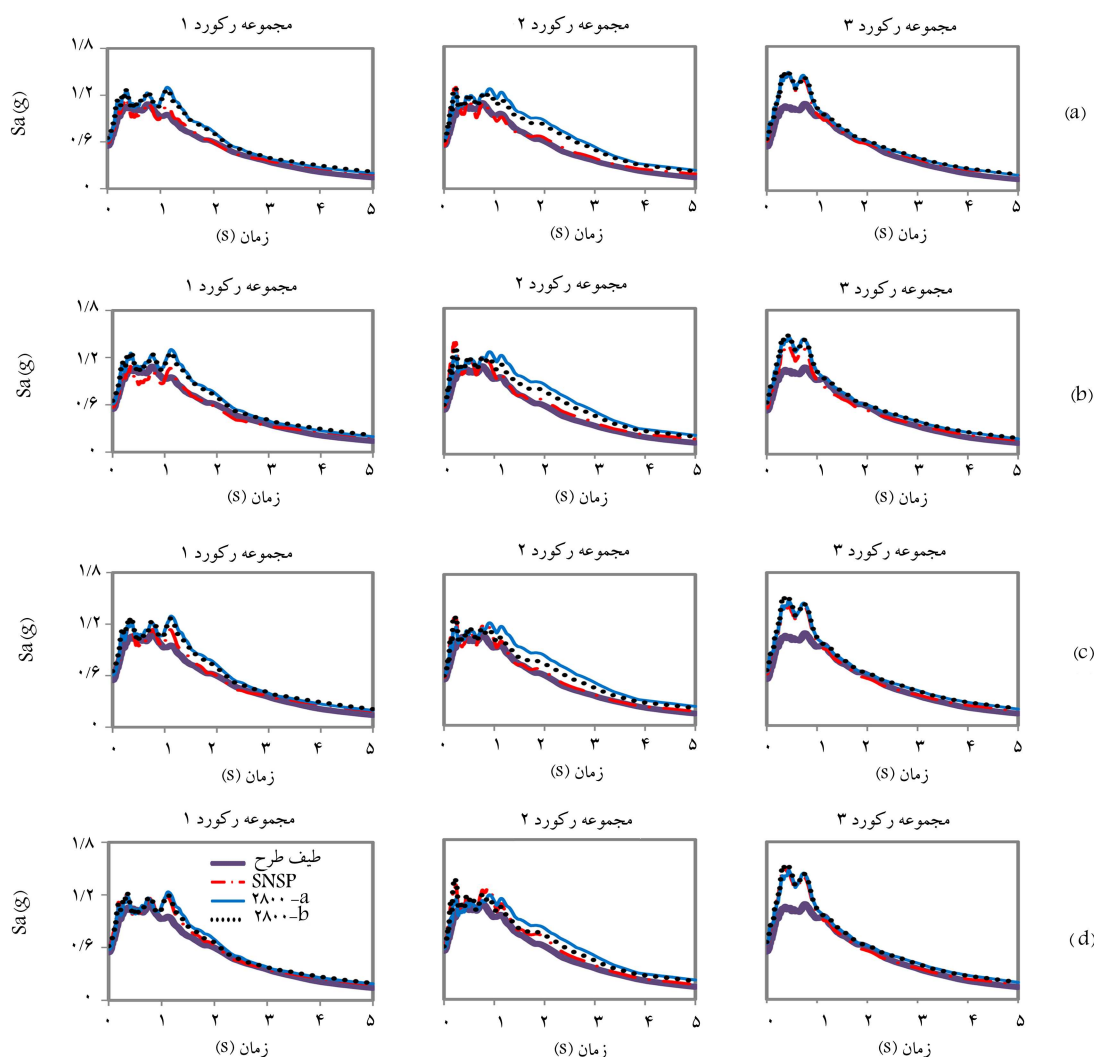
مقیاس‌نشده که از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی محاسبه شده‌اند و نیز میانگین آن‌ها، بر روی منحنی پوش‌آور مود اول هر یک از سازه‌های مورد مطالعه نمایش داده شده است (شکل ۳). اگر چه برش پایه‌ی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) با برش پایه‌ی روش تاریخچه‌ی زمانی متفاوت است، ولی این تذکر لازم است که روش تحلیل استاتیکی غیرخطی به‌عنوان یک روش کاربردی با تقریب مناسب جهت ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها در ناحیه‌ی غیرخطی در بیشتر دستورات عمل‌ها و آیین‌نامه‌های ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها پذیرفته شده است. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، سازه تحت اثر یک الگوی بار جانبی افزایشی تا تغییرمکان هدف هل داده می‌شود و فرض می‌شود که پاسخ‌های حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی با رسیدن سازه به تغییرمکان هدف، برابر با پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی شود. لذا در پژوهش حاضر نیز از این فرض استفاده شده است و شکل ۳ پاسخ سازه را با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی در تغییرمکان هدف متناسب با هر رکورد نشان می‌دهد که حاکی از ورود سازه به ناحیه‌ی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مورد مطالعه است.

براساس روش پیشنهادی SNSP، ضریب مقیاس هر رکورد در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه و برای یک سازه‌ی مشخص به نحوی تعیین می‌شود که بیشینه‌ی تغییرمکان سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان تحت اثر هر یک از رکوردهای مقیاس‌شده برابر با تغییرمکان هدف غیرکشسان حاصل از ۲۱ رکورد مقیاس‌نشده باشد. ضرایب مقیاس محاسبه‌شده با روش SNSP برای رکوردهای هر یک از ۳ مجموعه رکورد ۷ گانه در جدول‌های ۴ تا ۶ ارائه شده است. ضریب مقیاس محاسبه‌شده به روش ذکرشده، به رکورد موردنظر اعمال و در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی استفاده می‌شود.

۴.۴. ضرایب مقیاس محاسبه‌شده به روش استاندارد ۲۸۰۰

در پژوهش حاضر، با توجه به دو بُعدی بودن سازه‌های مورد مطالعه، یک مؤلفه از هر زمین‌لرزه در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی استفاده شده است. به همین دلیل در مقیاس‌کردن رکوردهای یک مؤلفه‌ی به روش استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)، ضریب مقیاس به نحوی تعیین می‌شود که متوسط طیف‌های پاسخ رکوردهای موردنظر در محدوده‌ی زمان تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ ، کمتر از مقدار نظیر آن در طیف طرح نباشد.

در استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه‌ی ASCE، به حد پایین متوسط طیف‌های



شکل ۴. متوسط طیف‌های پاسخ رکوردهای مقیاس‌شده با روش‌های SNSP و استاندارد 2800° در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه و برای هر یک از سازه‌های (a) طبقه ۴، (b) طبقه ۸، (c) طبقه ۱۴ و (d) طبقه ۲۰.

غیر این صورت لازم است که تمامی رکوردها (علاوه بر ضریب مقیاس اولیه‌ی محاسبه‌شده که برای هر یک از رکوردها متفاوت است) با استفاده از یک ضریب مقیاس ثانویه به میزان یکسانی افزایش داده شوند تا متوسط طیف‌های مقیاس‌شده بالاتر از طیف طرح قرار گیرد.^[۲۴]

در شکل ۴، متوسط طیف‌های رکوردهای مقیاس‌شده به روش‌های 2800° -a و 2800° -b و SNSP نمایش داده شده است. مشخصه‌ی از سازه که استاندارد 2800° برای مقیاس کردن رکوردهای زلزله در نظر می‌گیرد، زمان تناوب اصلی سازه (T) است و چون طیف متوسط ۷ رکورد با طیف طرح در محدوده‌ی زمان تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ مقایسه می‌شود، لذا در مواردی که زمان تناوب اصلی سازه‌ها نزدیک به هم هستند، ممکن است طیف‌های متوسط مقیاس‌شده برای سازه‌های مختلف تفاوت زیادی با هم نداشته باشند. به طوری که در پژوهش حاضر نیز طیف‌های متوسط مقیاس‌شده به روش استاندارد 2800° برای سازه‌های ۴، ۸، ۱۴ و ۲۰ طبقه در هر یک از ۳ مجموعه رکورد ۷ گانه تقریباً یکسان هستند (شکل ۴).

در جدول‌های ۷ الی ۹، ضرایب مقیاس محاسبه‌شده به روش استاندارد 2800°

به منظور نزدیک‌تر کردن متوسط طیف‌های رکوردهای مقیاس‌شده به طیف طرح، در پژوهش حاضر ضریب مقیاس به روش استاندارد 2800° در ۲ حالت محاسبه می‌شود:

۱. 2800° -a: کوچک‌ترین ضریب مقیاس ممکن برای نزدیک کردن متوسط طیف‌های پاسخ رکوردهای مقیاس‌شده به طیف طرح، به نحوی که متوسط طیف‌ها در محدوده‌ی زمان تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ در هیچ حالتی کمتر از مقدار نظیر آن در طیف طرح نباشد. ضریب مقیاس مذکور برای همه‌ی رکوردهای مورد استفاده در هر مجموعه یکسان است.

۲. 2800° -b: در روش مذکور ابتدا با استفاده از یک ضریب مقیاس اولیه برای هر رکورد، فاصله‌ی بین طیف پاسخ آن رکورد با طیف طرح در محدوده‌ی زمان تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ کمینه می‌شود، سپس متوسط طیف‌های پاسخ رکوردهای مقیاس‌شده با طیف طرح در محدوده‌ی مذکور مقایسه می‌شود. در صورتی که متوسط طیف‌های پاسخ رکوردهای مقیاس‌شده‌ی اولیه، بالاتر از طیف طرح در محدوده‌ی زمان تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ باشد، ضرایب مقیاس اولیه‌ی محاسبه‌شده در تحلیل تاریخی زمانی استفاده می‌شود، در

جدول ۷. ضرایب مقیاس محاسبه شده با روش استاندارد ۲۸۰۰ در دو حالت برای رکوردهای مجموعه ۱.

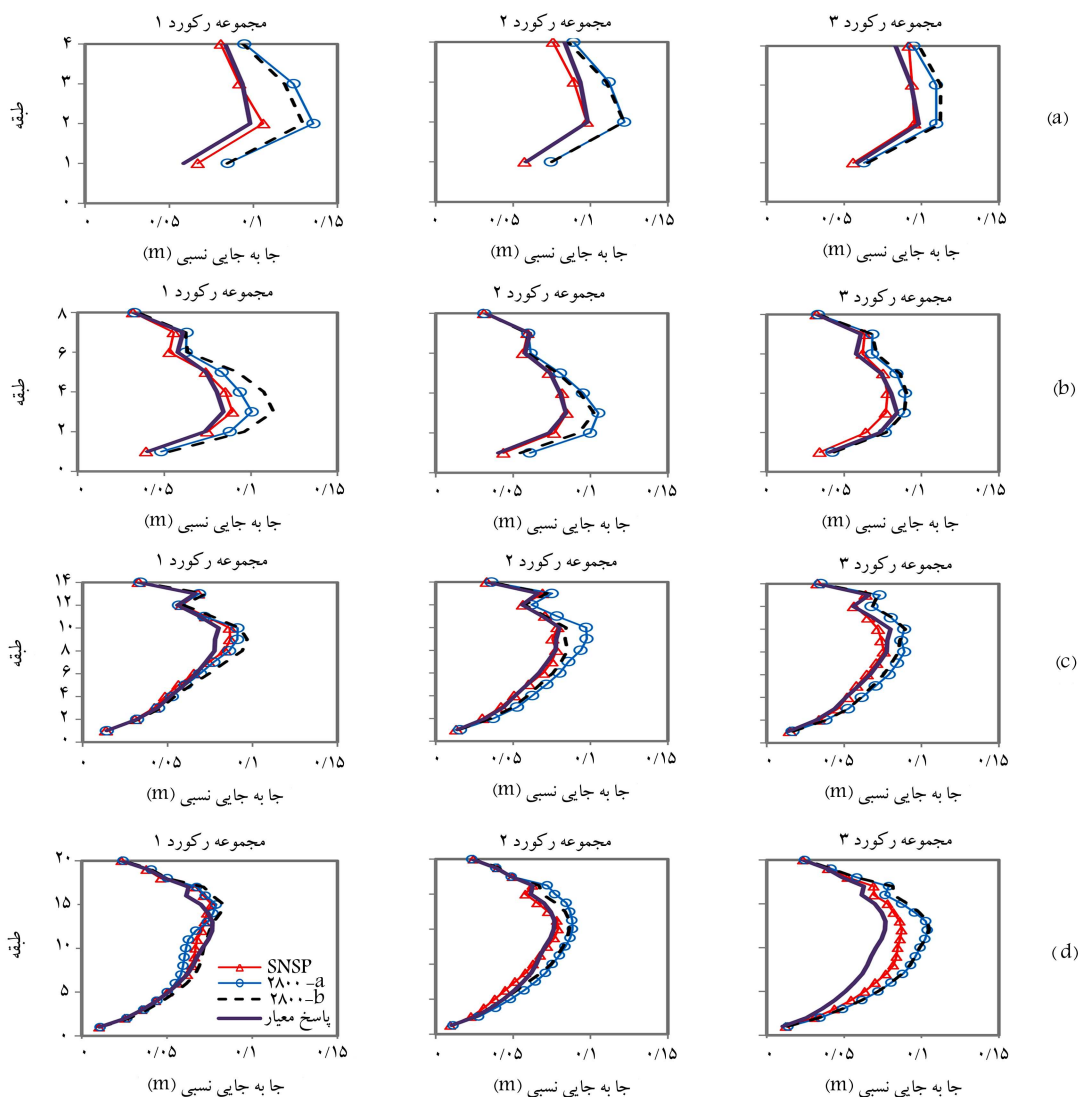
سازه	روش	شماره‌ی رکورد					
		۴	۷	۱۱	۱۴	۱۵	۱۷
سازه ۴ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶
	۲۸۰۰-b	۰,۵۳۲	۰,۴۷۶	۰,۸۶۷	۰,۴۷۳	۰,۷۲۸	۰,۹۳۲
سازه ۸ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶
	۲۸۰۰-b	۰,۴۹۷	۰,۴۷۴	۰,۹۳۶	۰,۴۸۵	۰,۷۵۱	۰,۹۱۷
سازه ۱۴ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶	۰,۶۰۶
	۲۸۰۰-b	۰,۴۷۷	۰,۴۸۴	۰,۹۸۳	۰,۵۰۵	۰,۷۴۳	۰,۹۰۳
سازه ۲۰ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۵۸۰	۰,۵۸۰	۰,۵۸۰	۰,۵۸۰	۰,۵۸۰	۰,۵۸۰
	۲۸۰۰-b	۰,۴۵۲	۰,۴۸۴	۰,۹۸۲	۰,۴۹۱	۰,۶۷۰	۰,۸۱۴

جدول ۸. ضرایب مقیاس محاسبه شده با روش استاندارد ۲۸۰۰ در دو حالت برای رکوردهای مجموعه ۲.

سازه	روش	شماره‌ی رکورد					
		۱	۲	۶	۱۰	۱۳	۱۶
سازه ۴ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳
	۲۸۰۰-b	۰,۷۸۰	۰,۶۲۰	۰,۷۳۰	۰,۵۷۰	۰,۴۶۰	۰,۵۱۰
سازه ۸ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳	۰,۶۱۳
	۲۸۰۰-b	۰,۹۲۰	۰,۵۷۰	۰,۷۱۰	۰,۵۹۰	۰,۴۳۰	۰,۴۵۰
سازه ۱۴ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۵۹۰	۰,۵۹۰	۰,۵۹۰	۰,۵۹۰	۰,۵۹۰	۰,۵۹۰
	۲۸۰۰-b	۰,۹۷۰	۰,۵۲۰	۰,۶۸۰	۰,۵۵۰	۰,۴۰۰	۰,۴۱۰
سازه ۲۰ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۵۷۰	۰,۵۷۰	۰,۵۷۰	۰,۵۷۰	۰,۵۷۰	۰,۵۷۰
	۲۸۰۰-b	۱,۰۷	۰,۵۰۰	۰,۶۷۰	۰,۵۴۰	۰,۳۸۰	۰,۳۷۰

جدول ۹. ضرایب مقیاس محاسبه شده با روش استاندارد ۲۸۰۰ در دو حالت برای رکوردهای مجموعه ۳.

سازه	روش	شماره‌ی رکورد					
		۳	۵	۸	۹	۱۲	۱۸
سازه ۴ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰
	۲۸۰۰-b	۰,۶۶۷	۰,۴۸۰	۰,۶۶۴	۰,۵۸۴	۰,۷۲۹	۰,۶۷۰
سازه ۸ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۶۱۲	۰,۶۱۲	۰,۶۱۲	۰,۶۱۲	۰,۶۱۲	۰,۶۱۲
	۲۸۰۰-b	۰,۶۶۴	۰,۴۸۵	۰,۶۱۴	۰,۶۰۹	۰,۷۵۶	۰,۶۶۰
سازه ۱۴ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰
	۲۸۰۰-b	۰,۶۳۵	۰,۴۸۲	۰,۵۷۸	۰,۶۳۸	۰,۸۳۰	۰,۶۳۰
سازه ۲۰ طبقه	۲۸۰۰-a	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰	۰,۶۳۰
	۲۸۰۰-b	۰,۶۰۴	۰,۴۹۲	۰,۵۴۷	۰,۶۵۸	۰,۹۱۶	۰,۶۰۷



شکل ۵. میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس شده با روش‌های SNSP و استاندارد ۲۸۰۰ در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه و برای هر یک از سازه‌های: (a) طبقه ۴، (b) ۸، (c) ۱۴ طبقه و (d) ۲۰ طبقه.

(دو حالت ۲۸۰۰-a و ۲۸۰۰-b) برای هر یک از سازه‌های مورد مطالعه و هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه ارائه شده است. ضرایب مقیاس ارائه شده در جدول‌های مذکور، باید در رکوردهایی که به مقدار بیشینه‌ی خود مقیاس شده‌اند، ضرب و در تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی استفاده شوند.

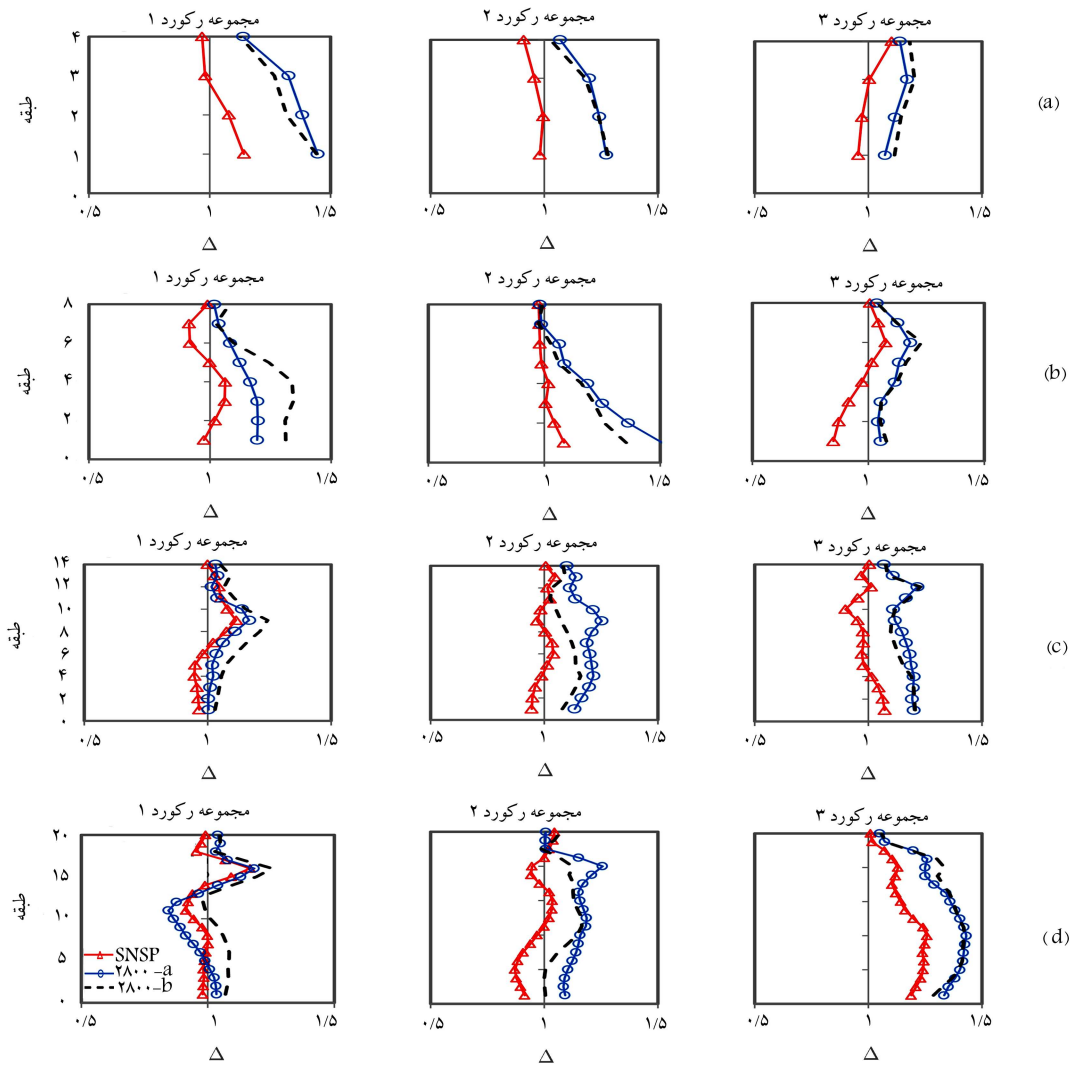
$$\bar{x} = \exp \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n} \right] \quad (8)$$

که در آن، x_i پاسخ سازه تحت اثر رکورد i ام است.

همان‌طوری که قبلاً نیز ذکر شده است، در مطالعه‌ی حاضر از بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات به منظور ارزیابی روش‌های مورد مطالعه استفاده شده است. در شکل ۵، پروفیل میانگین بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات، حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای ۷ گانه‌ی مقیاس شده با روش‌های SNSP و استاندارد ۲۸۰۰ (در دو حالت ۲۸۰۰-a و ۲۸۰۰-b) در هر مجموعه رکورد با پاسخ معیار مقایسه شده است. همان‌طوری که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، نتایج حاصل از روش SNSP در تمام سازه‌های مورد مطالعه و در هر ۳ مجموعه‌ی رکورد به پاسخ معیار نزدیک است و از طرفی نیز نتایج

۵.۴. مقایسه‌ی دقت و کارایی روش‌های SNSP و استاندارد ۲۸۰۰ در مقیاس کردن رکوردهای زلزله

برای بررسی دقت روش‌های مورد مطالعه در تخمین پاسخ‌های سازه‌ی، میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی تحت اثر ۲۱ رکورد مقیاس نشده به‌عنوان پاسخ معیار دقیق^۶ در نظر گرفته می‌شود.^[۲۲] میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس شده (حاصل از روش‌های مختلف مقیاس کردن) در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه با پاسخ معیار مقایسه شده است. میانگین هندسی^۷ پاسخ‌های n رکورد (\bar{x}) با استفاده از



شکل ۶. نسبت میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس شده با روش‌های SNSP و استاندارد ۲۸۰۰ در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه و برای هر یک از سازه‌های: (a) طبقه ۴، (b) طبقه ۸، (c) طبقه ۱۴، (d) طبقه ۲۰.

در تخمین پاسخ‌های سازه‌ی است. مقادیر Δ در دو روش $2800-b$ و $2800-a$ تقریباً یکسان هستند و اختلاف زیادی با هم ندارند. برای بررسی کارایی روش‌های مورد مطالعه، پراکندگی پاسخ‌ها تحت اثر رکوردهای مقیاس شده در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه بررسی شده است. پراکندگی کمتر پاسخ‌ها در یک روش، نشان‌دهنده‌ی کارایی بیشتر آن روش است. پراکندگی پاسخ‌های n رکورد (δ) با استفاده از رابطه‌ی ۹ محاسبه می‌شود:

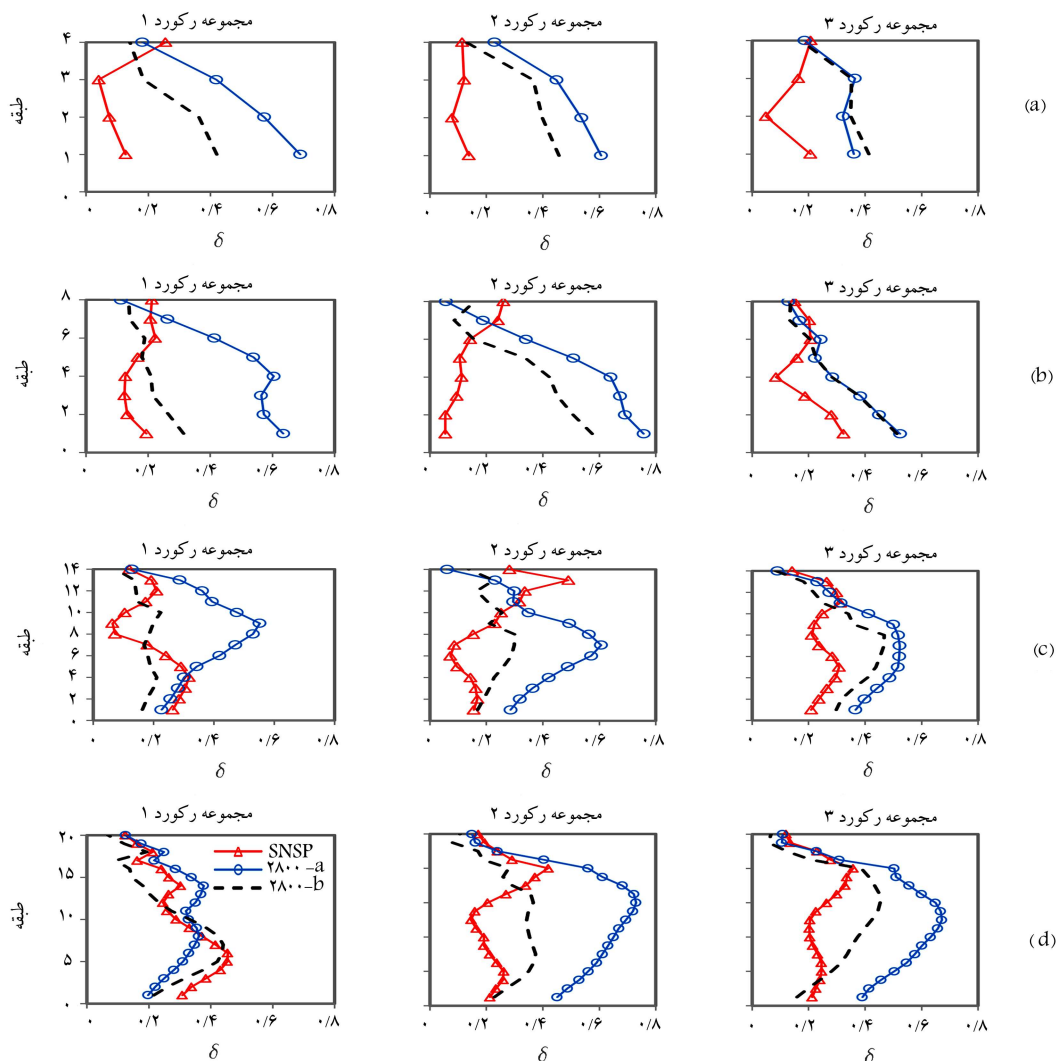
$$\delta = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \ln \bar{x})^2}{n-1} \right]^{1/2} \quad (9)$$

در شکل ۷، پراکندگی پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی مقیاس شده در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه مشاهده می‌شود که مطابق آن، پراکندگی پاسخ‌های حاصل از روش SNSP در همه‌ی سازه‌ها و تمام مجموعه‌ی رکوردها از پراکندگی حاصل از روش استاندارد ۲۸۰۰ کمتر است. از میان دو حالت روش استاندارد ۲۸۰۰، پراکندگی پاسخ‌ها در روش $2800-b$ کمتر از

دو روش $2800-a$ و $2800-b$ نزدیک به هم هستند. در سازه‌های ۴ و ۸ طبقه، نتایج دو روش $2800-a$ و $2800-b$ اختلاف بیشتری نسبت به روش SNSP از پاسخ معیار داشته‌اند، ولی در سازه‌های ۱۴ و ۲۰ طبقه به پاسخ معیار نزدیک شده‌اند. ولی با این حال روش SNSP، بهتر از دو روش $2800-a$ و $2800-b$ است.

برای مقایسه‌ی بهتر پاسخ‌های حاصل از روش‌های مختلف با پاسخ معیار، پارامتری به نام Δ تعریف می‌شود. Δ برابر با نسبت میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس شده (در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه) به پاسخ معیار است. [۲۴] نزدیک بودن مقدار Δ به ۱ در هر یک از روش‌های مورد مطالعه، نشان‌دهنده‌ی دقت بالاتر آن روش در تخمین پاسخ‌های سازه‌ی است.

در شکل ۶، مقادیر Δ برای هر یک از سازه‌های مورد مطالعه و در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه نمایش داده شده است. همان‌طوری که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، مقدار Δ در روش SNSP در تمام سازه‌های مورد مطالعه و در هر ۳ مجموعه‌ی رکورد به ۱ نزدیک است. این مطلب حاکی از دقت بالای روش SNSP



شکل ۷. پراکندگی پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس شده با روش‌های SNSP و استاندارد ۲۸۰۰ در هر یک از ۳ مجموعه‌ی رکورد ۷ گانه و برای هر یک از سازه‌های: (a) طبقه ۴، (b) طبقه ۸، (c) طبقه ۱۴ و (d) طبقه ۲۰.

می‌دهد. این امر حاکی از موفقیت روش SNSP در مقیاس کردن رکوردهای زلزله است.

روش a-۲۸۰۰ است. پراکندگی کمتر پاسخ‌های سازه‌ی در هر مجموعه رکورد، نشان‌دهنده‌ی نزدیک بودن پاسخ‌ها تحت اثر هر یک از رکوردهای مقیاس شده به یکدیگر و در نتیجه به متوسط پاسخ‌هاست. هر چه پراکندگی پاسخ‌ها در یک روش کمتر باشد، قابلیت اعتماد به نتایج حاصل از آن روش افزایش می‌یابد.

۵. نتیجه‌گیری

به منظور در نظر گرفتن مشخصات غیرخطی سازه‌ها در مقیاس کردن رکوردهای زلزله، در نوشتار حاضر روش جدید SNSP پیشنهاد شده است، که در آن ضریب مقیاس هر رکورد به نحوی تعیین می‌شود که تغییر مکان بیشینه‌ی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان، برابر با مقدار جابه‌جایی حاصل از طیف غیرکشسان سازگار با شرایط زمین‌ساختی منطقه باشد. پارامترهای مشخصه‌ی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل غیرکشسان، از تحلیل پوش‌آور با الگوی بار براساس برش مودال طبقات به دست می‌آید. این روش بر روی ۴ سازه‌ی دو بعدی ۴، ۸، ۱۴ و ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی تحت اثر ۲۱ رکورد حرکت نزدیک گسل (۳ مجموعه که هر یک شامل ۷ رکورد است) استفاده و با روش مقیاس استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه

همان‌طوری که قبلاً نیز اشاره شد، مقیاس کردن رکوردهای زلزله باید به نحوی انجام شود که متوسط نتایج حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس شده در هر یک از ۳ مجموعه رکورد ۷ گانه، دقت قابل قبولی داشته و هم‌زمان پراکندگی پاسخ‌های حاصل در هر مجموعه به میزان کمینه‌ی ممکن برسد. بنابراین اگر چه در بعضی از مجموعه رکوردها در سازه‌های ۱۴ و ۲۰ طبقه، دقت ۳ روش SNSP، a-۲۸۰۰ و b-۲۸۰۰ در تخمین پاسخ‌های سازه‌ی تقریباً یکسان است، ولی به دلیل پراکندگی کمتر پاسخ‌ها در روش SNSP نسبت به دو روش دیگر (به عنوان مثال نتایج مجموعه رکورد ۲ در سازه‌ی ۲۰ طبقه، شکل‌های d-۵، d-۶ و d-۷)، عملکرد روش مذکور بهتر از دو روش a-۲۸۰۰ و b-۲۸۰۰ است و نتایج قابل اعتمادتری ارائه

نسبت به پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس‌شده با روش استاندارد 2800° دارد و پراکندگی پاسخ‌ها در روش SNSP کمتر از روش استاندارد 2800° است. این مطالب حاکی از مطلوب بودن روش پیشنهادی در مقیاس کردن رکوردهای زلزله و قابل اطمینان بودن نتایج حاصل از آن است. در مقایسه‌ی دو روش 2800° -a و 2800° -b در مقیاس کردن رکوردهای زلزله، اگرچه میانگین پاسخ‌های حاصل از آن‌ها تقریباً برابر است ولی پراکندگی پاسخ‌ها در روش 2800° -b کمتر از روش 2800° -a است که نشان‌دهنده‌ی برتری روش مقیاس 2800° -b بر روش 2800° -a است. توجه به این نکته ضروری است که نتایج حاصل از مطالعه‌ی حاضر محدود به قاب‌های خمشی فولادی تحت حرکات نزدیک گسل است و در خصوص سایر سازه‌ها و حرکات دورگسل نیاز به مطالعات بیشتری است.

پانویس‌ها

1. engineering demand parameters
2. peak ground acceleration
3. modal pushover-based scaling
4. scaling based on nonlinear structural properties
5. displacement-based beam-column element
6. benchmark result
7. median

منابع (References)

1. Moghaddam, H. "Earthquake engineering, fundamentals and application", Farhang Pub., Tehran (2008).
2. Nassar, A. and Krawinkler, H. "Seismic demands for SDOF and MDOF systems", John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA., Report No. 95, 204 p. (1991).
3. Miranda, E. "Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, **119**(5), pp. 1319-1338 (1993).
4. Nau, J. and Hall, W. "Scaling methods for earthquake response spectra", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, **110**(7), pp. 91-109 (1984).
5. Shome, N. and Cornell, C.A. "Normalization and scaling accelerograms for nonlinear structural analysis", *6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, WA (1998).
6. Shome, N., Cornell, C.A., Bazzurro, P. and et al. "Earthquakes, records, and nonlinear responses", *Earthquake Spectra*, **14**(3), pp. 469-500 (1998).
7. Mehanny, S.S.F. "Modeling and assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams", Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA (1999).
8. Alavi, B. and Krawinkler, H. "Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, Paper No. 2665 (2000).

شده است. در پژوهش حاضر، مقیاس‌کردن با روش استاندارد 2800° در دو حالت مختلف تحت عناوین 2800° -a و 2800° -b بررسی شده است. در روش 2800° -a از کوچک‌ترین ضریب مقیاس ممکن برای نزدیک کردن متوسط طیف‌های پاسخ رکوردهای مقیاس‌شده به طیف طرح استفاده می‌شود، به نحوی که متوسط طیف‌ها در محدوده‌ی زمان تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ در هیچ حالتی کمتر از مقدار نظیر آن در طیف طرح نباشد، در حالی که در روش 2800° -b در ابتدا یک ضریب مقیاس اولیه برای هر یک از رکوردها تعیین می‌شود، به نحوی که فاصله‌ی بین طیف پاسخ هر رکورد با طیف طرح در محدوده زمان تناوب‌های $0.2T$ و $1.5T$ کمینه شود، سپس ضریب مقیاس ثانویه همانند روش 2800° -a محاسبه می‌شود. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی تحت اثر رکوردهای مقیاس‌شده با روش پیشنهادی SNSP، دقت بیشتری

9. Kurama, Y. and Farrow, K. "Ground motion scaling methods for different site conditions and structure characteristics", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**(15), pp. 2425-2450 (2003).
10. Baker, J.W. and Cornell, C.A. "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **34**(10), pp. 1193-1217 (2005).
11. Baker, J.W. and Cornell, C.A. "A vector valued ground motion intensity measure for pulse like near fault ground motions", *Engineering Structures*, **30**, pp. 1048-1057 (2008).
12. American Society of Civil Engineers (ASCE), "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE/SEI 7-05, Reston, VA (2005).
13. American Society of Civil Engineers (ASCE), "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE/SEI 7-10, Reston, VA (2010).
14. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800, 3rd edition, Building and Housing Research Center (2007).
15. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800, 4th edition, Building and Housing Research Center (2015).
16. Naeim, F., Alimoradi, A. and Pezeshk, S. "Selection and scaling of ground motion time histories for structural design using genetic algorithm", *Earthquake Spectra*, **20**(2), pp. 413-426 (2004).
17. Yaghmaei-Sabegh, S., Karami, S. and Hosseini-Moghaddam, M. "Selection and scaling of spectrum-compatible ground motion records using hybrid coded genetic algorithms", *Scientia Iranica*, **24**(3), pp. 910-925, (May and June 2017).
18. Shahrouzi, M. and Mohammadi, A. "Optimal ground motion scaling using enhanced swarm intelligence for sizing design of steel frames", *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, **4**(3), pp. 293-308 (2014).
19. Kaveh, A., Khadem Hosseini, O., Mohammadi, S. and et al. "Optimum selection and scaling of accelerograms required in time history analysis of spatial structures", *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, **4**(4), pp. 525-547 (2014).

20. Eurocode8, "Design of structures for earthquake resistance", Part2: Bridges. Final draft pr EN1998, European Committee for Standardization, Brussels (2003).
21. FEMA 440, "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. (2005).
22. FEMA 356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. (2000).
23. Applied Technology Council (ATC), "Seismic evaluation and retrofit of concrete building, ATC-40", Redwood City, California (1996).
24. Kalkan, E. and Chopra, A.K. "Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures", U.S. Geological Survey Open-File Report 2010-1068, 124 p. (2010).
25. Kalkan, E. and Chopra, A.K. "Modal-pushover-based ground motion scaling procedure", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, **137**(3), pp. 298-310 (2010).
26. Kalkan, E. and Chopra, A.K. "Evaluation of modal pushover-based scaling of one component of ground motion: tall buildings", *Earthquake Spectra*, **28**(4), pp. 1469-1493 (2012).
27. Reyes, J.C. and Chopra, A.K. "Modal pushover-based scaling of two components of ground motion records for nonlinear RHA of structures", *Earthquake Spectra*, **28**(3), pp. 1243-1267 (2012).
28. Reyes, J.C. and Quintero, O. "Modal pushover-based scaling of earthquake records for nonlinear analysis of single-story unsymmetric-plan buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **43**(7), pp. 1005-1021 (2013).
29. Reyes, J.C., Riano, A.C., Kalkan, E. and et al. "Extending modal pushover-based scaling procedure for nonlinear response history analysis of multi-story unsymmetric-plan buildings", *Engineering Structures*, **88**, pp. 125-137 (2015).
30. Han, S. and Seok, S. "Efficient procedure for selecting and scaling ground motions for response history analysis", *Journal of Structural Engineering*, **140**(1), 7 p. (2014).
31. Najafi, L.H. and Tehranizadeh, M. "Ground motion selection and scaling in practice", *Periodica Polytechnica, Civil Engineering*, **59**(2), pp. 233-248 (2015).
32. Kaveh, A. and Mahdavi, V.R. "A new method for modification of ground motions using wavelet transform and enhanced colliding bodies optimization", *Applied Soft Computing*, **47**, pp. 357-369 (2016).
33. Sang Whan, H. "An efficient method for selecting Seong Jin, H. and and scaling ground motions matching target response spectrum mean and variance", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1381-1387 (2016). **45**(8), pp.
34. O'Donnell, A., Kurama, Y., Kalkan, E. and et al. "Experimental evaluation of four ground-motion scaling methods for dynamic response-history analysis of nonlinear structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **15**(5), pp. 1-26 (2016).
35. Poursha, M. and Rostami, A. "Investigation of the effects of the near-field ground motions scaling method on seismic responses of isolated buildings with steel moment-resisting frame", *6th National Conference on Steel and Structure*, Tehran, Iran (2015).
36. Pant, D. and Maharjan, M. "On selection and scaling of ground motions for analysis of seismically isolated structures", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **15**(4), pp. 633-648 (2016).
37. Wang, Y. and Rosowsky, D. "Effects of earthquake ground motion selection and scaling method on performance-based engineering of wood-frame structures", *Journal of Structural Engineering*, (2014). **140**(11), pp.
38. Ormeno, M., Larkin, M. and Chou, N. "Evaluation of seismic ground motion scaling procedures for linear time-history analysis of liquid storage tanks", *Engineering Structures*, **102**, pp. 266-277 (2015).
39. Shakeri, K., Shayanfar, M.A. and Kabeyasawa, T. "A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings", *Engineering Structures*, **32**(1), pp. 174-183 (2010).
40. Iranian National Building Code, Section 6, Applied Loads on Buildings, Ministry of Housing & Urban Development (2006).
41. Iranian National Building Code, Section 10, Design and Execution of Steel Buildings, Ministry of Housing & Urban Development (2009).
42. OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation, OpenSees, Version 2.4.0.
43. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Strong Motion Database.